



think energy

## PARCO EOLICO BORG MEZZANONE S.r.l.

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA MEDIANTE LO SFRUTTAMENTO DEL VENTO NEL TERRITORIO COMUNALE DI FOGGIA E MANFREDONIA

### PROGETTO DEFINITIVO 2019

#### PROGETTAZIONE



via Volga c/o Fiera del Levante Pad.129 - BARI (BA)

ing. Sebanino GIOTTA  
ing. Fabio PACCAPELO  
ing. Francesca SACCAROLA



via Beatrice Acquaviva D'Aragona n.5 - CAVALLINO (LE)

ing. Daniele CALO' - ing. Paolo MELETI

#### ARCHITETTURA E PAESAGGIO

arch. Vincenzo RUSSO  
via Puglie n.8 - Cerignola (FG)

**GEOLOGIA**  
geol. Giuseppe CALO'

**ACUSTICA**  
ing. Sabrina SCARAMUZZI

#### ARCHEOLOGIA

Nostòi S.r.l.

#### ASPETTI NATURALISTICI, FAUNISTICI E PEDOLOGIA

dott. Giuseppe MARZANO - dott. Leonardo BECCARISI - dott.ssa Chiara VACCA

#### COMUNICAZIONE

Flame Soc. Coop. a.r.l.

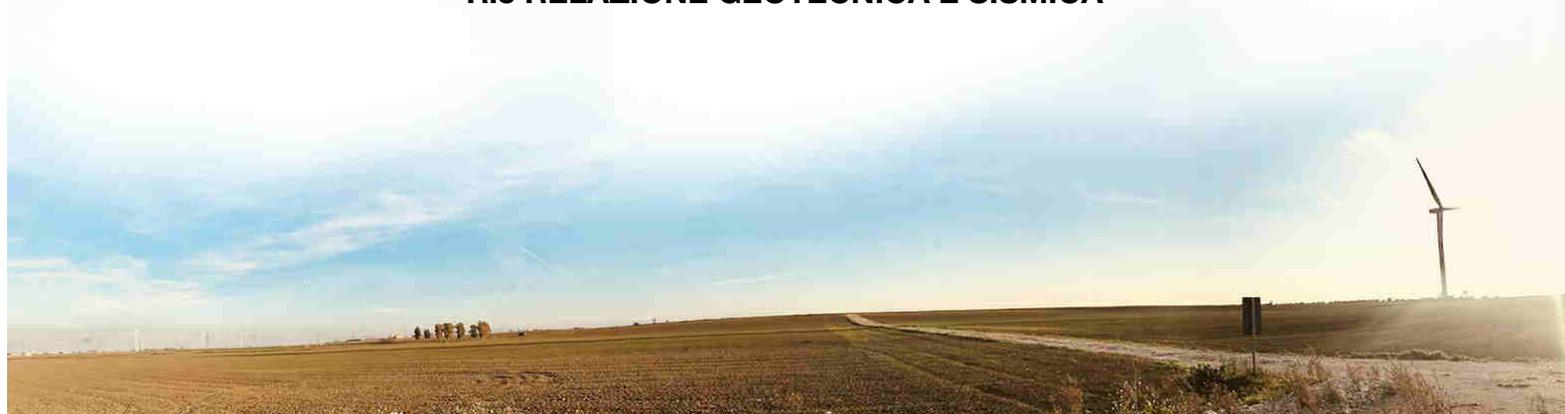


**Nostoi S.R.L.**  
Via San Marco, 1511  
30015 CHILOGGIA (VE)  
C.F.P. e Iscra. R. 03 653 560 270  
REA VE 327005



### PD.R. ELABORATI DESCRITTIVI

### R.5 RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



## SOMMARIO

<b>1. PREMESSE</b>	<b>1</b>
<b>2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA</b>	<b>3</b>
2.1. <i>INQUADRAMENTO GEOLOGICO</i>	3
2.2. <i>LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI</i>	3
2.3. <i>CARATTERI IDROGEOLOGICI</i>	4
2.4. <i>SISMICITA'</i>	5
2.5. <i>INDAGINI INDIRETTE</i>	5
<b>3. STRATIGRAFIA E CARATTERI FISICO-MECCANICI DEI TERRENI</b>	<b>7</b>
<b>4. CENNI TEORICI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<b>9</b>
4.1. <i>CARICO LIMITE VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE</i>	9
4.1.1. Resistenza alla punta	9
4.1.2. Resistenza laterale del fusto	10
4.2. <i>CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI</i>	11
<b>5. COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)</b>	<b>14</b>
<b>6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)</b>	<b>16</b>

## 1. PREMESSE

Nella presente relazione vengono esaminati gli aspetti geotecnici di un'area interessata dalla costruzione di un Parco Eolico da realizzarsi all'interno del territorio comunale di Foggia e Manfredonia (FG).

Lo studio ha avuto lo scopo, attraverso indagini indirette (n. 8 indagini sismiche del tipo HVSR), di identificare, classificare e definire puntualmente le caratteristiche geotecniche delle unità litostratigrafiche delle aree di sedime interessate dalle opere in progetto.

Il progetto prevede la costruzione di n. 24 aerogeneratori da 5,425 MW sorrette da una platea di fondazione circolare in calcestruzzo armato gettato in opera su pali trivellati di profondità di circa 25 m e diametro pari a 120 cm. È inoltre prevista la realizzazione di vani tecnici realizzati in calcestruzzo armato gettato in opera, ovvero di una cabina di trasformazione 30/150 kV e consegna (o SSE).

Per definire la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo e la scelta ottimale del tipo di fondazione delle opere del progetto sono stati utilizzati i dati geologici, geotecnici ed idrogeologici rilevabili anche dalla bibliografia di seguito elencata.

**V. CAPUTO:** Interazione fondazione terreno. Modelli matematici e metodi numerici. Collana diretta da Carlo Viggiani – Argomenti di Geotecnica della Hevelius –Napoli 1995.

**N. CIARANFI - P. PIERI - E. RICCHETTI:** Note alla carta geologica delle Murge e del Salento (Puglia Centromeridionale) Mem.Soc.Geol.It.-41 Roma 1988.

**V. COLUCCI:** Ipotesi progettuale per la realizzazione e la gestione di una rete di controllo idrometrografico e qualitativo della falda idrica sotterranea integrata ad un sistema informativo territoriale. Annali Ente Svil. dell'Irrig. e la Trasform. Fond. in Puglia e Lucania. - Bari 1991.

**V. COTECCHIA - G. MAGRI:** Idrogeologia del Gargano. Geol. Appl. e Idrogeol.- vol.I – Bari 1966.

**V. COTECCHIA - A. MICHELETTI - L. MONTERISI – A. SALVEMINI:** Caratteristiche tecniche delle opere per l'incremento di portata della sorgente dell'Aggia (Alta Val d'Agri) in relazione alle sue condizioni idrogeologiche. Geol.Appl. e Idrogeol. – Vol.XVII – Bari 1982.

**M. DEL PRETE - G. VALENTINI:** Le caratteristiche geotecniche delle argille azzurre dell'Italia sud-orientale in relazione alle differenti situazioni stratigrafiche e tettoniche. Geol. Appl. e Idrogeol. – Vol. VI – Bari 1971.

**D. GRASSI - A. MICHELETTI:** Sul progressivo abbassamento della superficie della falda carsica e sulle interferenze idrologiche tra i pozzi osservati nell'hinterland di Bari. Geol. Appl. e Idrogeol. – Vol. VII –Bari 1972.

**F. IPPOLITO - V. COTECCHIA:** Gli aspetti geoidrologici del Tavoliere – Cassa per il Mezzogiorno - Documento N° 2 – Roma 1958.

**F. IPPOLITO - B. D'ARGENTO - T. PESCATORE - P. SCANDONE:** Unità stratigrafico-strutturali e schema tettonico dell'Appennino Meridionale. Ist. Geol. e Geof. – Pubbl. N°15 Università di Napoli 1973.

**A. MICHELETTI - S. MOSNA:** Microfaune del Serravalliano – Commitee Mediterranean Neogene Stratigraphy – Proc. IV Session - Bologna 1967.

**A. MICHELETTI:** Carniola di Bovegno-Studi illustrativi della Carta Geologica d'Italia. Formazioni geologiche. Fasc. IV – Roma 1970.

RELAZIONE GEOTECNICA

**A. MICHELETTI:** Geografia fisica, Geomorfologia, Meteorologia. Dizionario Enciclopedico di Scienza e Tecnica. F.lli Fabbri Editori – Milano 1971.

**A. MICHELETTI:** Recupero di aree di cava per accumulo dei rifiuti liquidi trattati ad uso irriguo-industriale. Marmo Levante – Bari 1980.

**D. SANTOVITO - A. TRIMIGLIOZZI - C. REINA:** Lineamenti e criteri di base per l'assetto territoriale della provincia di Lecce. Indirizzi tecnici ed economici per un piano globale di utilizzazione e difesa delle risorse idriche. Ente per lo Svil. dell'Irrig. e la Trasform. Fondiaria in Puglia e Lucania – Bari 1972.

**R. TRAMONTE:** Indagine di studio sul calcolo delle massime probabili portate di piena dei torrenti del Tavoliere. Cons. Bonif. Trasn. Fond. Capitanata- Foggia 1949.

**G. VALENTINI:** Un modello statistico nello studio della franosità nel quadro morfologico, geologico e geotecnico della media valle del F.Fortore. Geol.Appl. e Idrogeol. – Vol. II – Bari 1967.

**F. ZEZZA:** Le facies carbonatiche della Puglia e il fenomeno carsico ipogeo. Geol.Appl. e Idrogeol. Vol. X – Bari 1975.

**CASSA PER IL MEZZOGIORNO-UFFICIO P.I.R.S.:** Tavoliere delle Puglie – Zona di Foggia – Ortanova. Studio della falda pleistocenica mediante modello analogico R.C. – Compagnia Mediterranea Prospezioni – Roma 1971.

## 2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

### 2.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Nel tavoliere meridionale, le formazioni e le unità litologiche affioranti in superficie sono di origine prevalentemente continentale e sono tutte inquadrabili nel sistema di depositi alluvionali terrazzati di età tardo pleistocenica e olocenica.

I depositi di origine prettamente marina, riferibili al sistema deposizionale dell'Avanfossa Bradanica, non affiorano localmente in superficie, ma si rinvergono nel sottosuolo a profondità variabili in funzione delle condizioni di dislocamento tettonico del basamento.

Tutta la zona centro-orientale del Tavoliere meridionale è caratterizzata dalla presenza in affioramento di depositi terrazzati di pianura alluvionale databili tra il Pleistocene superiore e l'Olocene ("Super-sintema del Tavoliere di Puglia").

I depositi di piana alluvionale sono rappresentati da un'alternanza di corpi lenticolari costituiti da sedimenti ghiaiosi, sabbiosi e limoso-argillosi, di facies continentale, che si incrociano e anastomizzano di frequente. Tali depositi sono riferibili a tutti i corsi d'acqua che solcano il Tavoliere compresi fra il Fiume Fortore e il Fiume Ofanto.

Si adotta la suddivisione stratigrafica riportata nella nuova carta geologica d'Italia in scala 1:50.000 di recente pubblicazione (ISPRA, 2011), nella quale le unità costituenti la colonna stratigrafica locale sono le seguenti:

- Argille Subappennine (Pleistocene inferiore);
- Sintema di Foggia (Pleistocene medio-superiore);
- Sintema dei Torrenti Carapelle e Cervaro (Pleistocene superiore – Olocene);
- Sintema di Masseria Inacquata (Olocene);
- Depositi alluvionali recenti.

### 2.2. LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI

L'area in esame ricade nel Tavoliere meridionale (o basso Tavoliere), ovvero nel comprensorio territoriale compreso tra il Fiume Ofanto a Sud e il Torrente Cervaro a Nord .

nel Tavoliere meridionale, procedendo dall'entroterra in direzione del mare, si può osservare una serie di otto ripiani disposti ad altezze diverse fra le quote 350 e 5 metri s.l.m.. Ogni ripiano è bordato da una scarpata che corrisponde ad un'antica linea di costa.

La piana alluvionale si estende con continuità dalla zona dei terrazzi più antichi fino alla piana costiera ed è caratterizzata da vaste spianate che digradano dolcemente dall'entroterra in direzione del mare.

Un'altra caratteristica saliente del Tavoliere meridionale è data dal reticolo idrografico, il quale risulta localmente costituito da corsi d'acqua che scorrono secondo una direzione ortogonale alla linea di costa. Si tratta di una rete idrografica ben definita, costituita da corsi d'acqua che manifestano un regime prevalentemente torrentizio, eccezion fatta per il Fiume Ofanto, che è a regime perenne.

## RELAZIONE GEOTECNICA

Detti corsi d'acqua incidono i depositi quaternari creando un reticolo a luoghi anche fitto e gerarchizzato che recapita le acque integralmente verso il Golfo di Manfredonia.

I corsi d'acqua del Tavoliere meridionale hanno un andamento subparallelo con direzione da Sud-Ovest a Nord-Est e presentano un tracciato irregolare. Nella media e nella bassa valle l'Ofanto, il Carapelle ed il Cervaro assumono, per alcuni tratti, un andamento a meandri.

Le portate medie dei torrenti che solcano il Tavoliere sono assai esigue. Il regime è fortemente irregolare, caratterizzato da magre estive e da piene autunnali-invernali, che in passato hanno dato luogo a rovinose inondazioni.

L'area interessata dagli interventi di progetto si estende proprio in un contesto di piana alluvionale, laddove tutti gli elementi morfologici dominanti sono riconducibili e correlabili con i principali elementi del reticolo idrografico.

I corsi d'acqua principali, ovvero i torrenti Carapelle (a sud) e Cervaro (a nord) presentano alvei localmente delimitati da argini sia naturali (soprattutto nell'entroterra) che di origine antropica (in particolare i segmenti d'alveo terminali che attraversano la piana costiera).

I corsi d'acqua secondari sono rappresentati da canali (di origine sia naturale che antropica) che confluiscono all'interno dei due torrenti sopra citati. Tra questi si possono citare i canali Carapelluzzo, Pescia, Peluso e Macchia Rotonda, che si innestano come rami affluenti in sinistra orografica del Torrente Carapelle.

Secondo quanto previsto dalla Tab. 3.2.IV del D.M. 17.01.2018, i siti in oggetto ricadono in **categorie topografiche di tipo T1**: *“Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ”*.

### 2.3. CARATTERI IDROGEOLOGICI

Le condizioni di assetto stratigrafico e strutturale del Tavoliere determinano l'esistenza di una circolazione idrica sotterranea che si esplica su più livelli, all'interno di almeno tre unità acquifere principali situate a differenti profondità. Procedendo dal basso verso l'alto, la successione degli acquiferi risulta essere la seguente:

1. acquifero fessurato-carsico profondo, situato in corrispondenza del substrato carbonatico pre-pliocenico;
2. acquifero poroso profondo, corrispondente ai diversi livelli sabbiosi intercalati nella formazione plio-pleistocenica delle “Argille Subappennine”;
3. acquifero poroso superficiale, corrispondente agli interstrati sabbioso-ghiaiosi dei depositi marini e continentali di età quaternaria.

Nel caso specifico, l'acquifero carsico non riveste alcuna rilevanza ai fini della presente trattazione, in quanto il basamento calcareo che lo ospita risulta localmente dislocato nel sottosuolo ad una profondità di alcune centinaia di metri e la falda, confinata al tetto dalle argille plio-pleistoceniche, è costituita da acque marine di invasione continentale.

RELAZIONE GEOTECNICA

#### 2.4. SISMICITA'

Facendo espresso riferimento al vigente strumento di classificazione sismica del territorio italiano, redatto nel 2004 in recepimento delle disposizioni contenute nell'O.P.C.M. n. 3274/2003 (recepite dalla Regione Puglia con D.G.R. n. 153/2004), il territorio amministrativo dei Comuni di Manfredonia e Foggia ricade interamente in "Zona 2", ovvero in area a sismicità medio-alta.

Volendo invece esprimere la pericolosità sismica in termini di massima accelerazione sismica del suolo di probabilità statisticamente apprezzabile, si può fare riferimento alle indicazioni contenute nella "Mappa di Pericolosità Sismica del Territorio Nazionale" redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e pubblicata in allegato all'O.P.C.M. n. 3519/2006 sulla G.U. n. 108 dell'11 maggio 2006. In base alla suddetta mappa, il territorio in esame ricade in zona di media pericolosità sismica, espressa in termini di accelerazione massima del suolo (riferita a suoli rigidi di Categoria A così come definiti al punto 3.2.2 delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni) di  $0,125 \div 0,150$  g, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

#### 2.5. INDAGINI INDIRECTE

Le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M. 17/01/2018 prevedono la classificazione del sito di progetto in funzione sia della velocità di propagazione nel sottosuolo delle onde di taglio ( $V_s$ ) che della profondità del substrato rigido. A tale scopo sono state definite n. 5 differenti categorie di sottosuolo (A, B, C, D, E) ad ognuna delle quali è associato uno specifico spettro di risposta elastico.

Siffatto sistema di caratterizzazione geofisica e geotecnica del profilo stratigrafico del sottosuolo è basato sul parametro  $V_s$ -eq, ovvero sul valore della velocità di propagazione delle onde di taglio dei terreni di copertura del substrato rigido, mediato in funzione dello spessore degli stessi.

Per ottenere i dati funzionali a classificare i siti di progetto ai fini della risposta sismica ed assegnare le rispettive categorie di suolo, così come definite al par. 3.2.2 delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, sono state eseguite n. 8 indagini con metodologia HVSR. Da queste è stato così possibile calcolare il parametro  $V_{S,eq}$  (nel caso specifico sempre coincidente con il  $V_{s30}$  in quanto il substrato con  $V_s > 800$  m/s si trova ribassato a notevolissime profondità nel sottosuolo) e, di conseguenza, caratterizzare i siti in una delle Categorie di sottosuolo definite al par. 3.2.2 delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni.

I valori ottenuti consentono di classificare tutti i siti interessati dalla realizzazione delle opere di progetto in categoria C definita come *"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s"*.

RELAZIONE GEOTECNICA

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i>

I risultati d'analisi hanno fornito valori di  $V_{s,eq}$  variabili in un intervallo numerico abbastanza ristretto, il che sta ad indicare che le caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo non presentano variazioni significative all'interno dell'ambito territoriale esaminato.

Le indagini sismiche HVSR hanno fornito risultati utili per la definizione del profilo stratigrafico e del grado di consistenza dei terreni costituenti il sottosuolo fino ad una profondità di circa 30 metri rispetto al p.c..

In particolare, i risultati d'indagine hanno evidenziato l'esistenza di un profilo stratigrafico costituito da due principali tipologie di terreni a differente stato di consistenza.

Nella parte superiore è presente uno strato, dello spessore di 12 ÷ 18 metri, costituito da terreni meno consistenti, caratterizzati da valori di  $V_s$  prevalentemente compresi tra 200 e 500 m/s. Nella parte inferiore si individua ovunque un orizzonte costituito da terreni più consistenti con valori di  $V_s \geq 500$  m/s.

RELAZIONE GEOTECNICA

### 3. STRATIGRAFIA E CARATTERI FISICO-MECCANICI DEI TERRENI

Il modello geologico locale è stato ricostruito attraverso le attività di rilevamento geologico, l'analisi dei dati pregressi disponibili e i risultati delle indagini geofisiche effettuate in situ.

Le caratteristiche salienti del modello, illustrato graficamente nella carta e nelle sezioni geologiche, sono date dalla presenza di un complesso di depositi alluvionali a prevalente composizione sabbioso-siltoso-argillosa (Sub-sintema dell'Incoronata e Sintema di Mass. Inacquata) giacenti su un secondo corpo alluvionale a prevalente composizione ghiaiosa in matrice sabbioso-argillosa (Sintema di Foggia), giacente nel sottosuolo a profondità di circa 10-15 metri.

I depositi ghiaiosi del Sintema di Foggia tendono ad approfondirsi procedendo da ovest verso est. Contestualmente, aumenta lo spessore dei depositi sabbioso-siltoso-argillosi del Sub-sintema dell'Incoronata, i quali possono a loro volta risultare localmente sormontati da sottili spessori di alluvioni più recenti (Sintema di Masseria Inacquata), a prevalente composizione siltoso-argillosa.

In base al modello geologico locale, i terreni interagenti con le opere di fondazione delle torri eoliche sono i depositi sabbioso-limoso-argillosi del Sub-sintema dell'Incoronata. In questa sede, nelle more della caratterizzazione stratigrafica e geotecnica puntuale di tutti i siti di installazione delle torri eoliche, demandata alla fase di progettazione esecutiva, la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione è stata definita utilizzando dati acquisiti con indagini geognostiche dirette e prove di laboratorio eseguite nel 2012-2013 a supporto della progettazione esecutiva di alcune opere già realizzate in adiacenza al sito di progetto, precisamente in località "Macchia Rotonda" (Paccapelo et Al., 2013).

Il set di dati utilizzato a tal fine, costituito da risultati di prove di laboratorio eseguite su n. 22 campioni indisturbati di terreno prelevati a profondità comprese tra -2 e -25 metri rispetto al p.c., è sufficientemente numeroso da consentire un'analisi statistica funzionale a definire i parametri geotecnici caratteristici applicando le metodologie previste dall'Eurocodice 7. Si è proceduto all'elaborazione statistica del data-set campionario di **tabella 8.1**, con l'obiettivo di definire i valori caratteristici dei parametri peso di volume ( $\gamma$ ), angolo d'attrito ( $\phi'$ ) e coesione ( $c'$ ), da utilizzare per le verifiche agli stati limite di progetto.

TABELLA 8.1

H	m	4	7	8,5	3	5,5	9,5	2	5,5	9,5	4	6	10	2,5	5,5	3,5	3,5	3,5
$\gamma$	kN/mc	19,5	19,6	21,6	18,9	18,9	20,7	19,5	17,1	19,7	19,3	20,7	19,2	19,9	19,2	19,8	20,2	20,2
Ghiaia	%	0	0,1	0,3	0,1	0,3	1,9	0	0	0	0	0,4	3,4	0	0	0	0,6	0
Sabbia	%	6,6	5,7	21,3	5,9	7,3	26,5	5,7	4,1	21,2	5,7	27,7	27,1	13,6	9,1	13,5	5,7	22,0
Limo	%	28,8	36,8	45,4	30,3	32,6	35,7	51,9	19,1	50,9	30,4	32,9	42,4	42,0	45,6	44,9	46,1	44,4
Argilla	%	64,6	57,5	33,0	63,7	59,9	35,9	42,5	76,8	27,9	63,9	39,1	27,0	44,4	45,3	41,6	47,6	33,6
LL	%	77,2	65,9	42,1	80,2	76,3	50,2	60,4	90,8	43,3	75,8	51,0	39,7	60,1	58,3	49,6	59,1	44,4
IP	%	50,9	42,0	25,2	53,3	49,5	30,2	37,0	60,6	22,1	47,4	32,6	22,3	37,9	34,5	28,9	38,7	26,8
$\phi'$	(°)	14,8	19,0	21,8	12,5	19,0	15,7	12,7	12,9	15,3	21,0	21,1	21,0	14,9	17,3	25,2	12,4	22,6
$c'$	kPa	46	33	50	13	16	37	37	14	69	36	51	32	41	28	0	52	0

I risultati dell'elaborazione statistica condotta sono sintetizzati in **tabella 8.2**.

RELAZIONE GEOTECNICA

	N. Val.	Val. Min.	Val. Max	Media	Dev. St.	CV	Val. Car.
$\gamma$ (kN/mc)	17	17,1	21,6	19,65	0,97	0,05	19,54
$\phi'$ (°)	17	12,4	25,2	17,60	4,05	0,23	17,16
$c'$ (kPa)	17	0	69	32,65	19,03	0,58	30,57

Sulla scorta dell'analisi condotta sul data-set disponibile sono stati quindi determinati i seguenti valori caratteristici, da utilizzare per le verifiche di sicurezza agli stati limite:

$$\gamma_k = 19,5 \text{ kN/mc} \quad \phi'_k = 17^\circ \quad c'_k = 30 \text{ kPa}$$

I valori di cui sopra saranno validati in sede di progettazione esecutiva, mediante esecuzione di specifiche indagini geognostiche funzionali a una più dettagliata caratterizzazione stratigrafica e geotecnica di ogni singolo sito di installazione degli aerogeneratori.

#### 4. CENNI TEORICI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riportano nel seguito le formulazioni teoriche che saranno adottate per le verifiche geotecniche del progetto esecutivo.

##### 4.1. CARICO LIMITE VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE

È prevista la realizzazione di strutture di fondazione di tipo profondo quali pali trivellati del diametro  $\phi$  1000 e lunghezza pari a 25 m.

La valutazione del carico limite verticale a **compressione** del palo viene effettuata facendo riferimento alle condizioni drenate per i materiali incoerenti ed alle condizioni non drenate per i materiali coerenti.

La portanza è espressa come somma di due contributi indipendenti:

- resistenza alla punta (alla base)  $Q_P$ ;
- resistenza lungo il fusto per attrito laterale  $Q_L$ ;

ovvero dalla formula:

$$Q_{lim} = Q_P + Q_L$$

Anche la valutazione del carico limite verticale a **trazione** del palo viene effettuata facendo riferimento alle condizioni drenate per i materiali incoerenti ed alle condizioni non drenate per i materiali coerenti.

La portanza è espressa come somma di due contributi indipendenti:

- peso proprio del palo  $W_P$ ;
- resistenza lungo il fusto per attrito laterale  $Q_L$ ;

ovvero dalla formula:

$$Q_{lim} = W_P + Q_L$$

##### 4.1.1. RESISTENZA ALLA PUNTA

La resistenza alla punta del palo è fornita dall'espressione:

$$P_{pu} = A_p (cN'_c + \eta \bar{q} N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma s_\gamma)$$

dove

$A_p$  (superficie della punta del palo) =  $(\pi * D^2/4)$

$\gamma$  = peso di volume del terreno

$c$  = coesione

$B$  = larghezza della punta del palo

$L$  = lunghezza del palo

$D$  = diametro del palo

$q$  = sforzo verticale efficace agente (pressione geostatica) alla profondità a cui è posta la punta del palo

$N_q, N_c$  = fattori di capacità portante

$\eta$  = coefficiente che assume la seguente formulazione (Vesic)

RELAZIONE GEOTECNICA

$$\eta = \frac{1 + 2k_0}{3}$$

nella quale  $k_0$  è il coefficiente di spinta a riposo.

Pertanto la resistenza alla punta del palo è fornita dalla seguente espressione:

$$P_{pu} = A_p (cN'_c + \eta \bar{q} (N'_q - 1))$$

Secondo Vesic, i fattori di capacità portante assumono le seguenti formulazioni:

$$N'_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[ \left( \frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

nella quale l'indice di rigidezza ridotto  $I_{rr}$  è pari a:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \epsilon_v I_r}$$

l'indice di rigidezza  $I_r$  è pari a:

$$I_r = \frac{G}{c + \bar{q} \tan \phi} = \frac{G}{s}$$

ed  $\epsilon_v$  è pari a:

$$\epsilon_v = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)\sigma_z}{E(1 - \nu)}$$

e

$$N'_c = (N'_q - 1) \cot \phi$$

#### 4.1.2. RESISTENZA LATERALE DEL FUSTO

Il valore della capacità portante laterale del fusto del palo si ricava tramite la formula:

$$Q_L = \sum A_s * f_s$$

nella quale:

$A_s$  = area della superficie laterale efficace del palo

$f_s$  = resistenza che si sviluppa sulla superficie laterale del palo

$\sum$  = sommatoria dei contributi dovuti ai diversi strati geotecnici in cui è suddiviso il palo.

La resistenza laterale  $f_s$  si calcola con il metodo  $\alpha$  proposto da Tomlinson (1971), ovvero attraverso la formula:

$$f_s = \alpha c + K q \tan \delta$$

dove

$\alpha$  = coefficiente di adesione terreno-pali (pari a 0,40 per i terreni coesivi ed a 1,25 per i terreni incoerenti)

$q$  = pressione efficace agente al centro dello strato di terreno considerato =  $\gamma H_{med}$

$H_{med}$  = quota in mezzeria del tratto considerato rispetto alla sommità del palo

$\gamma$  = peso di volume del terreno

$\delta$  = angolo di attrito efficace calcestruzzo-terreno di fondazione =  $\phi$

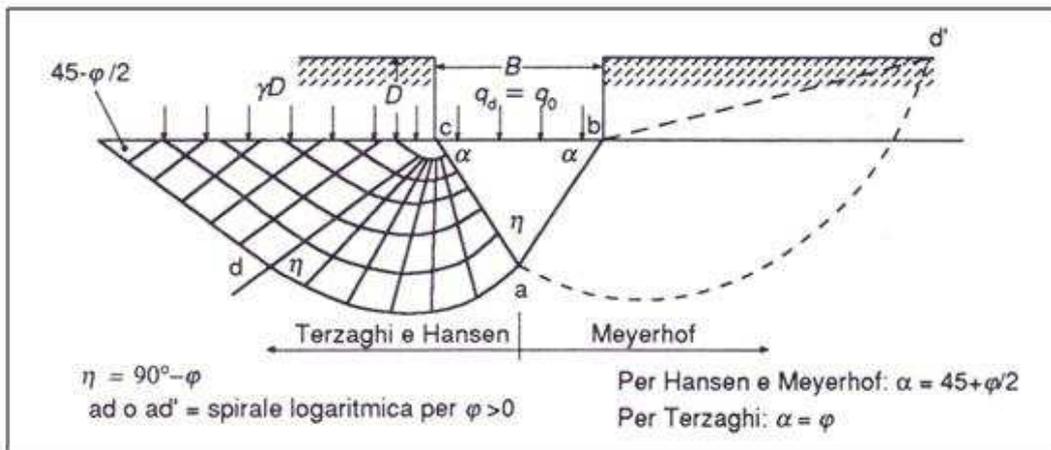
RELAZIONE GEOTECNICA

K = coefficiente empirico dipendente dalla natura del terreno e dalle modalità costruttive del palo =  $k_0$  (coefficiente di spinta a riposo) (Ireland, 1957, Flates e Selnes, 1977, Tavenas, 1971)

4.2. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per il calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione è stata utilizzata la relazione di **Meyerhof** (1951, 1963), per le piastre di base con carico verticale, che riprende la formulazione di Terzaghi opportunamente modificata mediante l'introduzione di coefficienti correttivi dipendenti dalla forma, profondità ed inclinazione della fondazione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \quad (1)$$



dove:

c = coesione

$\gamma_1$  = peso volume del terreno posto al disopra del piano di fondazione;

$\gamma_2$  = peso volume del terreno di fondazione;

D = profondità di incasso della fondazione;

B = lato minore della fondazione

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  = fattori di capacità portante, pari, nel caso di terreni:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \varphi)$$

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  = fattori di capacità portante, pari, nel caso di roccia:

$$N_q = \tan^6 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \cdot \tan^4 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

$s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$ ,  $d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$  = fattori di forma, pari a:

RELAZIONE GEOTECNICA

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = s_y = 1 + 0,1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_y = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$i_c, i_q$  e  $i_y$  = fattori di inclinazione dei carichi dovuti alle forze orizzontali indotte dal sisma, pari a:

$$i_c = i_q = 1 - \frac{\theta}{90}$$

$$i_y = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2$$

nelle quali  $\theta$  è l'angolo di inclinazione del carico = arctang(K<sub>hi</sub>) ove K<sub>hi</sub> nello spettro di progetto orizzontale corrisponde al valore delle ordinate al periodo T1 lungo l'asse delle ascisse, pari a

$$K_{hi} = S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

$z_c, z_q$  e  $z_y$  = fattori che tengono conto degli effetti cinematici sul terreno di fondazione secondo il criterio di Paolucci e Pecker, pari a:

$$z_q = z_y = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hk}$$

nelle quali  $K_{hk}$  è il coefficiente sismico orizzontale pari a:

$$K_{hk} = \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

dove  $\beta_m$  è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, come indicato dalla tabella 7.11.I del D.M. 14.01.2008, di seguito riportata:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel caso di fondazioni su roccia il valore del  $q_{lim}$  è moltiplicato per R.Q.D.<sup>2</sup>.

RELAZIONE GEOTECNICA

Per quanto concerne il valore del **coefficiente di sottofondo** (K di Winkler), è stata utilizzata la relazione proposta dal Vesic (1961) che correla K con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione:

$$k'_s = 0,65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_d \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{1 - \nu^2} \quad (2)$$

dove:

$E_d$  (daN/cm<sup>2</sup>) = modulo elastico del terreno (Young);

$E_f$  (daN /cm<sup>2</sup>) = modulo elastico della fondazione;

$I_f$  (cm<sup>4</sup>) = momento d'inerzia della fondazione;

$B$  (cm) = larghezza della fondazione;

$\nu$  = rapporto di Poisson.

Poiché il prodotto dei primi due fattori della (2) ha generalmente un valore prossimo all'unità, l'espressione può essere semplificata come segue:

$$k'_s = \frac{E_d}{B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (3)$$

Nel caso di fondazione unitaria ( $B = 1,00$  m) la costante elastica di sottofondo può essere assunta pari a:

$$k'_s = \frac{E_d}{(1 - \nu^2)} \quad (4)$$

## 5. COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In accordo con quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018, per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con  $\gamma_E = \gamma_F$ , e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ . Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta:

- con l'**approccio 1** attraverso la **Combinazione 2 (A2+M2+R2)**, nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2;

RELAZIONE GEOTECNICA

- con l'**approccio 2** attraverso la **Combinazione unica (A1+M1+R3)**, nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dalla forza parallela al piano di scorrimento della fondazione che ne produce il collasso per scorrimento.

La verifica agli stati limite ultimi (SLU) sarà effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I di cui al D.M. 17/01/2018

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

**Tabella 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. **Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

**Tabella 6.4.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

## 6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Saranno presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di esercizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, saranno calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio di cui al § 2.5.3 del DM 17.01.2018, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, come prescritto dalla condizione [6.2.7]. La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) sarà stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.